

Linie:

SBB 720

SOB 670

12.602.04

Bezeichnung:

Zürich - Ziegelbrücke

Wädenswil - Einsiedeln

km:

22.2 - 25.9

0.0 – 1-1

Kantone:

Zürich, Schwyz

Gemeinden:

Wädenswil, Richterswil, Freienbach

Projekt:

AS35; Wädenswil

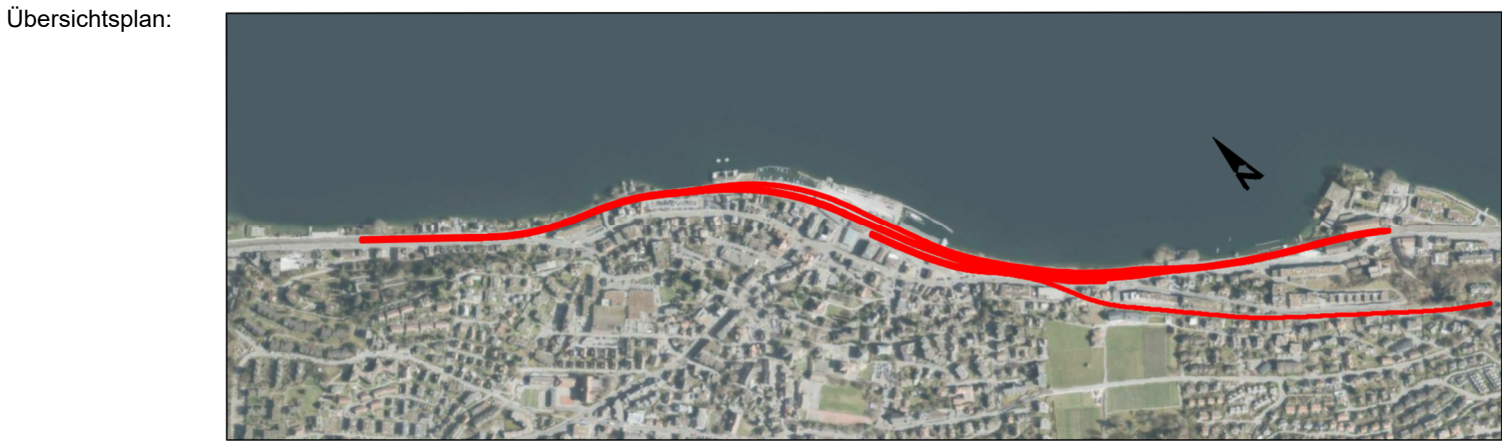
Publikumsanlage

ISP-Nr.

1161158

Phase:

Auflageprojekt



Autoren:

Bauherrenvertretung SBB

Abteilung/OE: I-AEP-PJM-ROT-T4

Name: René Batschelet

Datum: 08.06.2026

Unterschrift:

Projektverfasser

Firma: PGBW

Name: Pascal Guignard

Datum: 08.06.2026

Unterschrift:



Projektbasis

Perron-Zwischendach

Linie: 720

km: 23.994

SBB, Infrastruktur

Vulkanplatz 11, 8048 Zürich

Dok. Nr.

WAE_BP_12.602.04_BAT-IB_PB-Zwischendach_GRU_C00.docx

Index	Erstellt	Vis.	Geprüft	Vis.	Freigab	Vis.
C00	02.05.2025	WOLL	02.05.2025	GUPA	02.05.2025	MR

Filename: WAE_BP_12.602.04_BAT-IB_PB-Perron-Zwischendach_GRU_C00.docx

Format: A4

Erstellt auf Basisdaten der amtlichen Vermessung und der SBB-Geodaten © swisstopo

» Alle Rechte an diesem Dokument stehen der SBB zu.

Für die genaue Lage und die Vollständigkeit der unterirdischen Anlagen besteht kein Gewähr.

Impressum

Version- und Änderungsjournal

Version	Beschrieb / Änderungen gegenüber Vorgängerversion	erstellt	geprüft	freigegeben
C00	PGV-Dossier	02.05.2025 WOLL	02.05.2025 GUPA	02.05.2025 MR

Autorenteam

Verantwortlicher Ersteller, Gesamtprojektleiter		Projektverfasser
René Batschelet SBB Infrastruktur, Ausbau- und Erneuerungsprojekte Vulkanplatz 11 8048 Zürich Tel: 079 523 23 55 rene.batschelet@sbb.ch		Pascal Guignard Gruner AG, c/o Planergemeinschaft PGBW Thurgauerstrasse 80 8050 Zürich Tel: 079 309 63 44 Pascal.guignard@gruner.ch
Fachbereich	Name	Organisationseinheit
Projektleitung	Batschelet René	I-AEP-PJM-ROT-T4
Oberbauleitung	Román Isabel	I-AEP-PJM-ROT-T4
Geomatik	Ganz Michael	I-AEP-ENG-GEO-ROT
Fahrbahn	Aebi Patrick	I-AEP-ENG-FB-ROT-PL1
Ingenieurbau Tiefbau	Rutz Matthias	I-AEP-PJM-ROT-T4
Ingenieurbau Tragkonstruktion	Rutz Matthias	I-AEP-PJM-ROT-T4
Architektur, Bahnzugang	Glauser Thomas	I-AEP-ENG-BZT-ROT-BAT
Technische Anlagen	Galli Yanick	I-AEP-ENG-BZT-ROT-TA
HLK	Divrikli Ismail	I-AEP-ENG-BZT-ROT-TA
Sicherungsanlagen	Oberholzer Roland	I-AEP-ENG-FS-ROT-PL3
Leittechnik	Tresch Michael	I-AEP-SAZ-ROT-LTT
Fahrstrom	Novak Marijo	I-AEP-ENG-FS-ROT-PL3
Kabel	Dommen Thomas	I-AEP-ENG-KAB-ROT-PL
Telecom	Hilfiker Marcel	I-NAT-TC-TPP-ROT
Umwelt	Tresch Eliane	I-AEP-ENG-UMW-ROT
Land- und Rechterwerb	Kerschbaumer Petra	IM-GM-GBB-ROT
IM Bahnhofsmanagement	Fiore Carolina	IM-BW-MPA-RO1
Projektverfassende	Name	Firma
Gesamtleiter PGBW	Guignard Pascal	GRUNER
Ingenieurbau	Treacy Mark	GRUNER
Architektur	Kramp Adrian	Boegli Kramp

Inhaltsverzeichnis

1.	Allgemeines	5
1.1.	Einleitung	5
1.2.	Projektbeschrieb	5
1.3.	Objektskizzen, Übersichtspläne	5
1.4.	Abgrenzung.....	7
1.5.	Nutzungsdauer.....	7
1.6.	Schutzziele.....	7
2.	Grundlagen.....	8
2.1.	Projektspezifische Grundlagen.....	8
2.2.	Gesetzliche Grundlagen.....	8
2.3.	Normen	8
2.4.	SBB und Eisenbahnspezifische Vorgaben und Reglemente.....	8
3.	Baugrundverhältnisse und Baugrundmodell	9
3.1.	Geologische Verhältnisse.....	9
3.1.1.	Baugrundkennwerte	9
3.1.2.	Geologisches Profil.....	10
3.2.	Hydro-Geologische Verhältnisse	10
3.3.	Wahl des Erddruck-Beiwerts	10
4.	Tragwerkskonzept.....	11
4.1.	Statisches System.....	11
4.1.1.	Lagerungssystem	11
4.2.	Bemessungsmodell.....	11
4.3.	Materialisierung.....	12
4.3.1.	Bestehende Bauteile und Bauwerke.....	12
4.3.2.	Neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke	12
5.	Einwirkungen.....	14
5.1.	Ständige Einwirkungen.....	14
5.2.	Veränderliche Einwirkungen.....	14
5.2.1.	Nutzlasten	14
5.2.2.	Schnee	14
5.2.3.	Wind	15
5.3.	Erddruck.....	16
5.4.	Aussergewöhnliche Einwirkungen	16
5.4.1.	Anprall	16
5.4.2.	Erdbeben.....	16
5.5.	Weitere Einwirkungen	16
6.	Tragsicherheit	17
6.1.	Gefährdungsbilder und Massnahmen - Stahlstruktur.....	17
6.1.1.	Grenzzustand Typ 1	17
6.1.2.	Grenzzustand Typ 2	17
6.1.3.	Grenzzustand Typ 3	18
6.1.4.	Grenzzustand Typ 4	18
6.2.	Gefährdungsbilder und Massnahmen - Betonfundament.....	18
6.2.1.	Grenzzustand Typ 1	18
6.2.2.	Grenzzustand Typ 2	19
6.2.3.	Grenzzustand Typ 3	19
6.2.4.	Grenzzustand Typ 4	20

7.	Gebrauchstauglichkeit.....	21
7.1.	Gebrauchstauglichkeitsnachweise	21
8.	Dauerhaftigkeit	22
8.1.	Rissbreitenbegrenzung	22
8.2.	Weitere Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit	22
9.	Akzeptierte Risiken	22
10.	Unterschriften.....	22

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Baugrundmodell und charakteristische Baugrundwerte	9
Tabelle 2: Baustoffe bestehender Bauteile	12
Tabelle 3: Baustoffe neu zu erstellende Bauteile	13
Tabelle 4: Ständige Einwirkungen – Stahlstruktur und Betonfundament	14
Tabelle 5: Veränderliche Einwirkungen – Nutzlast	14
Tabelle 6: Veränderliche Einwirkungen – Schneelast	15
Tabelle 7: Veränderliche Einwirkungen – Windlast	15
Tabelle 8: Aussergewöhnliche Einwirkungen – Anpralllast	16
Tabelle 9: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 2 - Stahlstruktur	18
Tabelle 10: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 1 - Betonfundament	19
Tabelle 11: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 2 - Betonfundament	19
Tabelle 12: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 3 - Betonfundament	20
Tabelle 13: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis	21
Tabelle 14: Richtwerte für die Durchbiegung und die horizontale Auslenkung	21
Tabelle 15: Anforderungen und Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit	22

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Lage Perron-Zwischendach im Bereich Bahnhof Wädenswil	5
Abbildung 2: Grundriss	6
Abbildung 3: Querschnitt	6
Abbildung 4: Längsschnitt	7
Abbildung 5: Geologisches Profil	10

1. Allgemeines

1.1. Einleitung

Die vorliegende Projektbasis umfasst das Projekt «AS35, Wädenswil; Publikumsanlage» mit dem Objekt Perron-Zwischendach im Bereich des Aufnahmegebäudes (AG). In diesem Dokument werden die wesentlichen Annahmen und relevanten Gefährdungsbilder für den Bau- und Betriebszustand zusammengestellt.

Die Projektbasis dient als Grundlage für die Festlegungen des Bestandes, Neubaus, der Bauvorgänge, der Tragsicherheitsanalysen sowie für die Wahl der Baustoffe.

Als Grundlage für die vorliegende Projektbasis dient die Nutzungsvereinbarung. Die Nutzungsziele und Vorgaben der Bauherrschaft sind in der Nutzungsvereinbarung festgehalten und werden in der Projektbasis nicht wiederholt.

1.2. Projektbeschreibung

Siehe Nutzungsvereinbarung.

1.3. Objektskizzen, Übersichtspläne

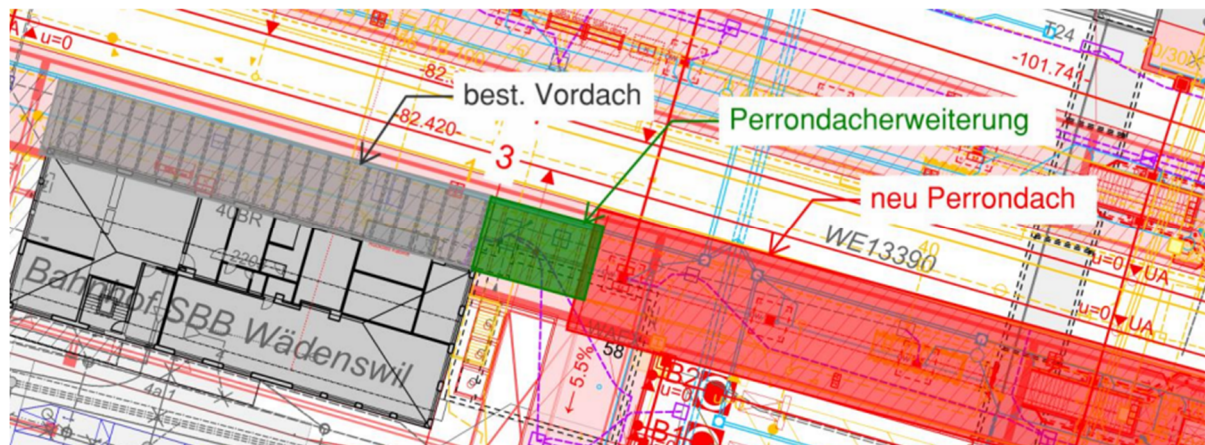


Abbildung 1: Lage Perron-Zwischendach im Bereich Bahnhof Wädenswil

Die nachfolgenden Objektskizzen wurden dem Architekturplan Zwischendach mit Planstand vom 07.05.2025 [2] entnommen.

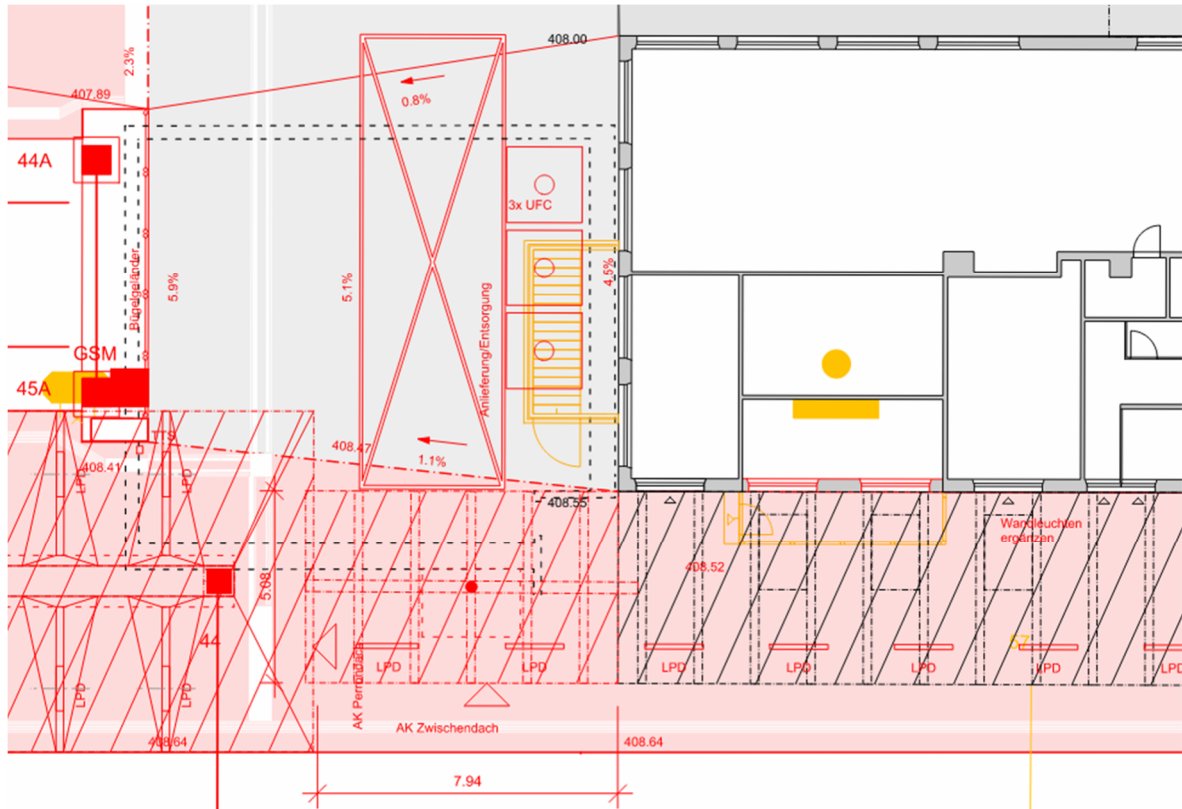


Abbildung 2: Grundriss

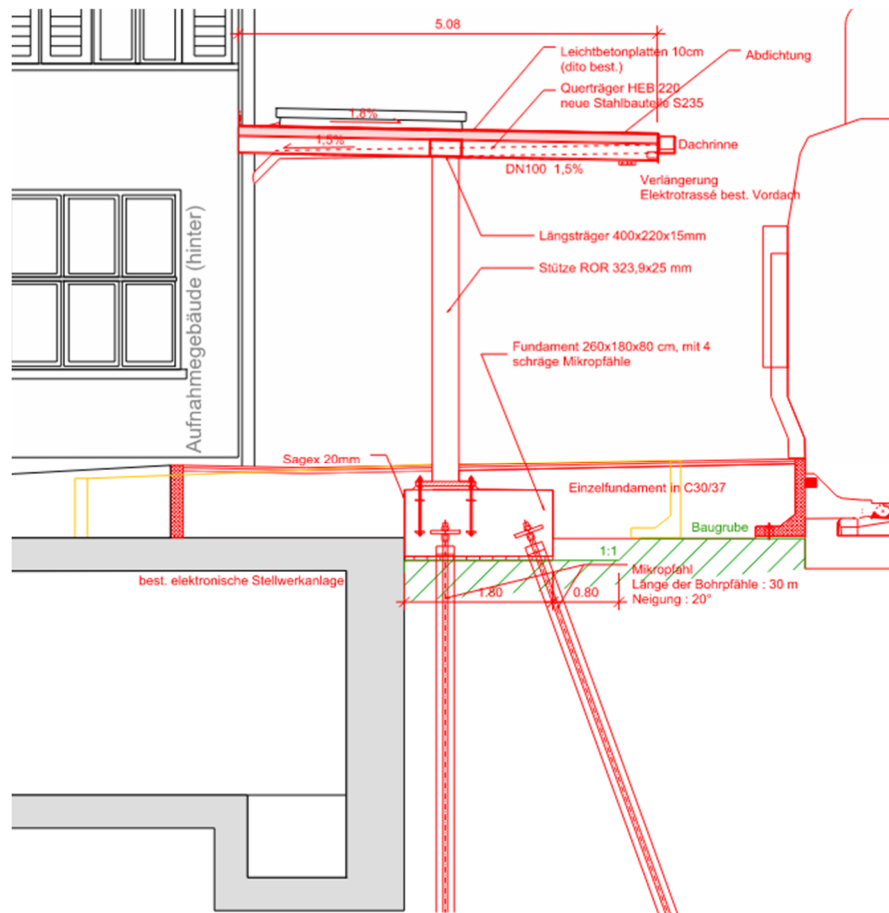


Abbildung 3: Querschnitt

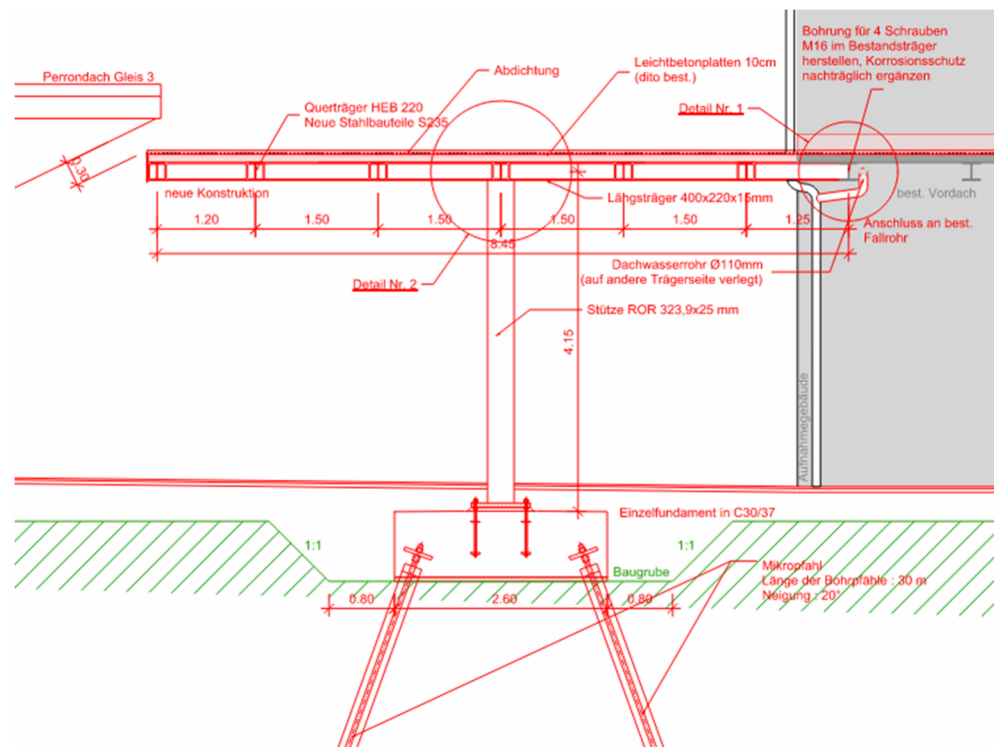


Abbildung 4: Längsschnitt

1.4. Abgrenzung

Siehe Nutzungsvereinbarung.

1.5. Nutzungsdauer

Siehe Nutzungsvereinbarung.

1.6. Schutzziele

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2. Grundlagen

2.1. Projektspezifische Grundlagen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2.2. Gesetzliche Grundlagen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2.3. Normen

Siehe Nutzungsvereinbarung.

2.4. SBB und Eisenbahnspezifische Vorgaben und Reglemente

Siehe Nutzungsvereinbarung.

3. Baugrundverhältnisse und Baugrundmodell

3.1. Geologische Verhältnisse

3.1.1. Baugrundkennwerte

Der Bericht «Baugrubenuntersuchung und Beurteilung Altablagerungen» vom Büro Sieber Cassina + Handke AG Ingenieure Geologen Planer beschreibt die geologischen Verhältnisse. Ein weiteres Baugrundgutachten aus dem Jahre 1970 des Büro Dr. von Moos liegt vor.

Der geologische Schnitt zeigt in Richtung See abfallende, randglaziale Schwemmmablagerungen resp. verschwemmte Moränen, die von mächtigen Seeablagerungen (Abfolge aus kalt- und warmzeitlichen Seeablagerungen, Seekreide und Seebodenlehm), sowie Strandablagerungen und Verlandungssedimenten überlagert werden. Diese nehmen zum Seeplatz hin zu.

Die Tabelle entspricht dem aktuellen Baugrundbericht (Sieber Cassina + Handke AG).

Bodenschicht	Stärke [m]	USCS	Charakteristische Baugrundwerte (Mittelwerte)	
Auffüllung (kiesig-sandig)	0.5 – 3.5	-	$\phi'_k = 30^\circ$ $g_k = 20 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 20 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-5} - 10^{-4} [m/s]
Strandablagerung (sandig-siltig)	0.5 – 10.0	SM, SC-SM	$\phi'_k = 30^\circ$ $g_k = 19 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 15 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-6} - 10^{-4} [m/s]
Bachschuttablagerung (kiesig-sandig)	1.0 – 5.0	GP-GM	$\phi'_k = 35^\circ$ $g_k = 20 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 30 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-5} - 10^{-3} [m/s]
Seekreideartige Ablagerung (siltig-tonig)	5.0 – 10.0	ML, MH	$\phi'_k = 22^\circ$ $g_k = 18 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 3 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-8} - 10^{-7} [m/s]
Seeablagerung (siltig-tonig)	10.0 – 15.0	CM, ML, MH	$\phi'_k = 24^\circ$ $g_k = 19 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 5 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 3 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-8} - 10^{-7} [m/s]
Randglaziale Schwemmmablagerung (kiesig-sandig)	3.0 - > 10.0	CM, ML, MH	$\phi'_k = 34^\circ$ $g_k = 21 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 3 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-5} - 10^{-3} [m/s]

Tabelle 1: Baugrundmodell und charakteristische Baugrundwerte

3.1.2. Geologisches Profil

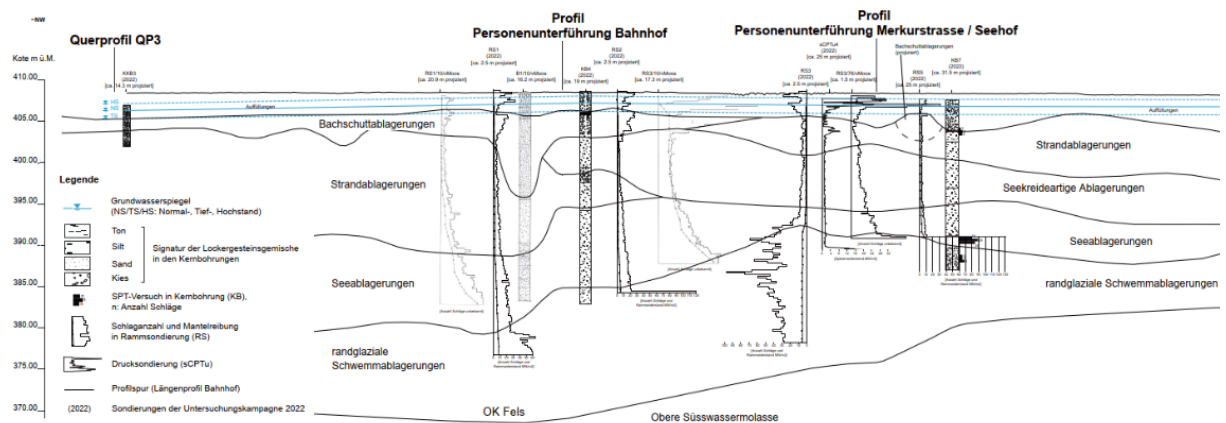


Abbildung 5: Geologisches Profil

3.2. Hydro-Geologische Verhältnisse

Das oberflächennahe Grundwasser im oberen Stockwerk korrespondiert mit dem Wasserspiegel im Zürichsee. Der Grundwasserspiegel in Ufernähe schwankt zwischen:

- 405.30 m ü. M. im Tiefstand
- 406.00 m ü. M. im Normalstand (resp. Mittelstand)
- 407.30 m ü. M. im Hochstand

3.3. Wahl des Erddruck-Beiwerts

Siehe nachfolgendes Kapitel "Einwirkungen".

4. Tragwerkskonzept

4.1. Statisches System

Das Perron-Zwischendach wird durch einen Hauptträger als Rechteckhohlprofil in Verbindung mit angeschweissten Nebenträgern als HEB-Profile gebildet. Der Hauptträger wird an eine Kragstütze angeschlossen, die die Lasten in ein Einzelfundament weiterleitet. Das Fundament wird mit Mikropfählen tiefgegründet. Der Hauptträger wird gelenkig an das bestehende Perrondach angeschlossen.

Hauptträger

Statisches System:	Träger auf 2 Stützen mit Kragarm
Gesamtlänge:	$L_{HT} = 8.45 \text{ m}$
Spannweiten:	$L_{kl} = 4.20 \text{ m}$, $L_{kr} = 4.25 \text{ m}$
Querschnitt:	Rechteckhohlprofil geschweisst 400x220x15 mm

Nebenträger

Statisches System:	einseitiger Kragarm
Gesamtlänge:	$L_{NT} = 2.55 \text{ m}$
Querschnitt:	HEB 220

Stütze

Statisches System:	Kragstütze
Gesamtlänge:	$L_{NT} = 4.15 \text{ m}$
Querschnitt:	DN 300 (323.9x25 mm)

Gründung

Gründungsart:	Einzelfundament mit geneigten Mikropfählen
Fundament:	Einzelfundament 260x180x80 cm
Pfähle:	GEWI 63.5, Bohrlochdurchmesser 219 mm

Dachaufbau

System:	Leichtbetonplatten, auf die Querträger aufgelegt
Plattendicke:	10 cm

4.1.1. Lagerungssystem

Die Stütze besitzt am Fusspunkt eine Einspannung, die mit einer überstehenden Fussplatte in Verbindung mit Ankern und einem Schubdübel im Stahlbeton realisiert wird.

Der Anschluss der neuen Konstruktion an den Bestand wird als gelenkige Schraubverbindung geplant.

4.2. Bemessungsmodell

Die Berechnung für das Perron-Zwischendach wurden am FE-Modell durchgeführt und mit Handrechnungen auf Plausibilität geprüft.

4.3. Materialisierung

4.3.1. Bestehende Bauteile und Bauwerke

In der nachfolgenden Tabelle werden lediglich die Bauteile aufgelistet, die für die Bemessung der neuen Konstruktion relevant sind. Weitere Bestandsbauteile im Bereich des Perrons und des Perrondachs werden nicht aufgeführt, da sie keine Verbindung zu den neuen Bauteilen besitzen und von diesen nicht tangiert werden.

Baustoff Bezeichnung	Bauwerk oder Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte	Bemerkungen
Baustahl				
Flusseisen (1915) S235	Stahlträger Perron- dach AG	$f_y = 223 \text{ MPa}$	$f_y = 235 \text{ MPa}$ $f_u = 360 \text{ MPa}$ $T_y = 135 \text{ MPa}$ $E = 210 \text{ GPa}$ $G = 81 \text{ GPa}$	

Tabelle 2: Baustoffe bestehender Bauteile

4.3.2. Neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke

In der nachfolgenden Tabelle werden alle Bauteile aufgelistet, die für die Bemessung der neuen Konstruktion relevant sind.

Baustoff Bezeichnung	Bauwerk oder Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte	Bemerkungen
Beton				
Beton NPK G C30/37 XC4(CH), XD3(CH), XF4(CH) $D_{\max} 32$, CI 0.10, C3	Stützenfundament	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ $T_{cd} = 1.1 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 31'000 \text{ MPa}$ $\epsilon_{c1d} = 2 \text{ ‰}$ $\epsilon_{c2d} = 3 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$ $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$	$C_{nom} = 55 \text{ mm}$
LC 25/28 XC4 $D_{\max} 16$, CI 0.20 D1.8	Leichtbetonplatten		$\rho_c = 16 \text{ kN/m}^3$	Nur als Last be- rücksichtigt
Betonstahl				
B500B	Stützenfundament	$f_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $E_s = 205 \text{ GPa}$ $\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$ $k_s = 1.08$ $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$	Stabstahl
Baustahl				
S235 $t \leq 40 \text{ mm}$	Perron-Zwischen- dach	$f_y = 223 \text{ MPa}$	$f_y = 235 \text{ MPa}$ $f_u = 360 \text{ MPa}$ $T_y = 135 \text{ MPa}$ $E = 210 \text{ GPa}$ $G = 81 \text{ GPa}$	SN EN 1090 SIA 263
S235 $40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	Perron-Zwischen- dach	$f_y = 205 \text{ MPa}$	$f_y = 215 \text{ MPa}$ $f_u = 340 \text{ MPa}$ $T_y = 124 \text{ MPa}$ $E = 210 \text{ GPa}$ $G = 81 \text{ GPa}$	
Swiss GEWI	Mikropfahl	$f_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $E_s = 205 \text{ GPa}$ $\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$ $k_s = 1.08$ $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$	

Baustoff Bezeichnung	Bauwerk oder Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte	Bemerkungen
Stahl Typ EN 1.4429 M20	Zugstangen Stützenfundament	$F_{t,Rd} = 159 \text{ kN}$	$f_{tk} = 900 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 790 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{10} = 25\%$	Hochfester nicht-rostender Rundstahl gerippt mit Endgewinde SZS C5
Stahl Typ EN 1.4429 M25	Zugstangen Stützenfundament	$F_{t,Rd} = 216 \text{ kN}$	$f_{tk} = 850 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 700 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{10} = 25\%$	

Tabelle 3: Baustoffe neu zu erstellende Bauteile

Korrosionsschutz Stahlbau

Oberflächenbehandlung der Stahlkonstruktion gemäss AQV:

- Grundbeschichtung im Werk: 2-K-Epoxidharz-Zinkstaub (70 µm), Farbton grau
- Zwischenbeschichtung im Werk: 2-K-Epoxidharz-Eisenglimmer (80 µm), Farbton DB 701, grau
- Deckbeschichtung im Werk: 2-K-Polyurethan-Eisenglimmer (80 µm), Farbton MCS ES 1040
- Vorbereitungsgrad P2
- Ausführungsklasse EXC2 gemäss SN EN 1090

Die Stahlkonstruktion soll optisch dem bestehenden Vordach entsprechen.

Der Kastenträger wird als hermetisch geschlossenes Profil geplant. Da weder Wasser noch Luft in das Innere des Querschnitts eindringen kann, besteht auf der Innenseite keine Korrosionsgefahr. Entsprechende Prüfungen der Luftdichtigkeit sollten in die Submissionsunterlagen aufgenommen werden. Dieser Ansatz ist gemäss Kapitel 5 der AQV Korrosionsschutz von Perrondächern zulässig.

Zusatzbemerkungen zum Hauptträger

Der Hauptträger wird als torsionssteifer, rechtwinkliger Kastenträger geplant. Da es für die vorliegende Geometrie in der Schweiz kein Standardprofil gibt, wird der Träger mit der vorgegebenen Dimension im Werk geschweisst.

Abdichtung Perron-Zwischendach

Aufbau mit Bitumenabdichtung gemäss SIA 271 (u.a. Temperaturbeständigkeit 120 °C):

- Trennlage: Trenn- und Schutzflies 200 g/m²
- 1. Lage: Bitumenbahn (swisspor BIKUPLAN EGV 3.5 v flam oder gleichwertig) lose verlegt, Überlappungen verschweisst und mechanisch befestigt. Die mechanische Befestigung muss statisch geprüft und abgenommen sein. Berechnung des Windsogs in Abhängigkeit des Standorts und der Exposition gemäss SIA 261.
- 2. Lage: Bitumenbahn beschiefert (swisspor BIKUTOP LL FORTE oder gleichwertig) vollflächig auf die 1. Lage aufgeschweisst mit Systemgarantie gemäss BAFU-Merkblatt Information über chemische Durchwurzelungsschutzmittel in Bitumenbahnen - Stand 2017.
- 3. Lage Zink-Titanblech mit Farbe ANTHRA-ZINK, 0.5 mm

Die Bitumenbahnen sind am Dachrand bis auf die Stirnseite zu ziehen (überlaufsichere Ausführung).

5. Einwirkungen

Die nachfolgenden Abschnitte beziehen sich nur auf die neuen Bauteile. Die Bestandsbauteile vom angrenzenden Perrondach werden nicht gesondert mit den aktualisierten Lasten nach SIA 269 nachgewiesen. Der Dachrandträger der Bestandskonstruktion, der zusätzliche Lasten aus dem neuen Hauptträger erhält, wird lediglich mit einer Handrechnung nachgewiesen. Dabei wird gezeigt, dass die Spannungen im Randträger die Spannungen in den benachbarten Trägern nicht überschreiten.

5.1. Ständige Einwirkungen

Einwirkung	Bemessungsannahme	Lastansatz
Eigengewicht - Stahlbeton - Baustahl	Wichte: $\rho_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$ Wichte: $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$	Alle Bauteile
Auflast - Dachaufbau (Leichtbetonplatten, Abdichtung, Dachhaut, Installationen) - Entwässerungsrinne Dachrand - Fussbodenaufbau Perron	$g_{DA} = 1.60 + 0.20 + 0.15 + 0.25 = 2.2 \text{ kN/m}^2$ $g_{ER} = 0.5 \text{ kN/m}$ $g_{FB} = 0.35 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 7.0 \text{ kN/m}^2$	Flächig auf die gesamte Dachfläche Linienlast auf Dachrand Flächig auf Fundament

Tabelle 4: Ständige Einwirkungen – Stahlstruktur und Betonfundament

5.2. Veränderliche Einwirkungen

5.2.1. Nutzlasten

Einwirkung	Bemessungsannahme	Lastansatz
Nutzlast auf dem Dach (Gebäude Kategorie H – nicht begehbare Dächer) - Flächenlast ODER - Einzellast	$q_{k1} = 0.4 \text{ kN/m}^2$ $Q_{k1} = 1.0 \text{ kN}$	Flächig auf gesamte Dachfläche $A = 50 \times 50 \text{ mm}$
Nutzlast auf dem Boden (aus SN 671 256a "Vorfabrizierte Perronkanten" mit Leichtverkehr < 3.5 t) - Flächenlast - Linienlast	$q_{kB} = 5.0 \text{ kN/m}^2$ $q_{kB} = 25.0 \text{ kN/m}$	Flächig auf ges. Fundament Linienlast

Tabelle 5: Veränderliche Einwirkungen – Nutzlast

5.2.2. Schnee

Der charakteristische Wert der Schneelast auf Dächern, bezogen auf die überdeckte Grundrissfläche wird gemäss SIA 261 5.2 mit der nachfolgenden Gleichung bestimmt.

$$q_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_T \cdot s_k$$

Dachformbeiwert

$$\mu_i = 0.80 \quad \text{für } \alpha < 3^\circ$$

Expositionsbeiwert

$$C_e = 1.00 \quad \text{normale Windexposition}$$

Thermischer Beiwert

$$C_T = 1.00 \quad \text{Regelfall}$$

Bezugshöhe für Schneelasten

$$h_0 = 410 \text{ m}$$

Charakteristischer Wert der Schneelast auf horizontalem Gelände

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2 \geq 0,9 \text{ kN/m}^2$$

$$s_k = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 0,76 \text{ kN/m}^2$$

Schneehöhe (ungünstigster Fall) $h_{s1} = 0,76 \text{ kN/m}^2 / 1,00 \text{ kN/m}^3 = 0,76 \text{ m}$

Einwirkung	Bemessungsannahme	Lastansatz
Schneelast auf dem Dach - Flächenlast	$q_k = 0,76 \text{ kN/m}^2$	Flächig auf gesamte Dachfläche

Tabelle 6: Veränderliche Einwirkungen – Schneelast

5.2.3. Wind

Der charakteristische Wert der Windkraft errechnet sich gemäss SIA 261 6.2 und Anhang C wie folgt:

Höhe über dem Boden	$z = 4,0 \text{ m}$
Geländekategorie	III (Seeufer)
Gradientenhöhe	$z_g = 300 \text{ m}$
Exponent der Bodenrauigkeit	$\alpha_r = 0,16$

$$c_h = 1,6 \cdot \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0,375 \right]^2$$

Profilbeiwert

$$c_h = 1,228$$

Referenzwert des Staudrucks $q_{p0} = 0,90 \text{ kN/m}^2$

Staudruck $q_p = c_h \cdot q_{p0} = 1,11 \text{ kN/m}^2$

Einwirkung	Bemessungsannahme		Lastansatz
	ohne Schnee	mit Schnee	
Wind Anströmrichtung $\varphi = 0^\circ$	$Q_{k1,0} = 3,5 \text{ kN}$ $Q_{k2,0} = 0 \text{ kN}$ $Q_{k3,0} = -20,1 \text{ kN}$	$Q_{k1,0} = 13,2 \text{ kN}$ $Q_{k2,0} = 0 \text{ kN}$ $Q_{k3,0} = 0 \text{ kN}$	Linienlast auf Dachrand parallel zur Gleisachse Linienlast auf Dachrand senkrecht zur Gleisachse Flächenlast auf Dachfläche
Wind Anströmrichtung $\varphi = 15^\circ$	$Q_{k1,15} = 0,8 \text{ kN}$ $Q_{k2,15} = 1,3 \text{ kN}$ $Q_{k3,15} = -9,3 \text{ kN}$	$Q_{k1,15} = 1,0 \text{ kN}$ $Q_{k2,15} = 1,8 \text{ kN}$ $Q_{k3,15} = 0 \text{ kN}$	Linienlast auf Dachrand parallel zur Gleisachse Linienlast auf Dachrand senkrecht zur Gleisachse Flächenlast auf Dachfläche
Wind Anströmrichtung $\varphi = 45^\circ$	$Q_{k1,45} = -0,8 \text{ kN}$ $Q_{k2,45} = 3,8 \text{ kN}$ $Q_{k3,45} = -6,1 \text{ kN}$	$Q_{k1,45} = 9,2 \text{ kN}$ $Q_{k2,45} = 6,4 \text{ kN}$ $Q_{k3,45} = 0 \text{ kN}$	Linienlast auf Dachrand parallel zur Gleisachse Linienlast auf Dachrand senkrecht zur Gleisachse Flächenlast auf Dachfläche
Wind Anströmrichtung $\varphi = 90^\circ$	$Q_{k1,90} = 0 \text{ kN}$ $Q_{k2,90} = 3,9 \text{ kN}$ $Q_{k3,90} = -2,3 \text{ kN}$	$Q_{k1,90} = 0 \text{ kN}$ $Q_{k2,90} = 6,1 \text{ kN}$ $Q_{k3,90} = 0 \text{ kN}$	Linienlast auf Dachrand parallel zur Gleisachse Linienlast auf Dachrand senkrecht zur Gleisachse Flächenlast auf Dachfläche

Tabelle 7: Veränderliche Einwirkungen – Windlast

5.3. Erddruck

Der Erddruck wird als dreieckförmig (bzw. trapezförmig) über die Fundamenthöhe verteilt angenommen und errechnet sich wie folgt:

$$\text{oben:} \quad e_{\text{aph}} = p \cdot K_{\text{aph}} = 5.0 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.47 = 2.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{unten:} \quad e_{\text{ah}} = (\gamma \cdot z + p) \cdot K_{\text{agh}} = (20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.20 \text{ m} + 5.0 \text{ kN/m}^2) \cdot 0.47 = 13.6 \text{ kN/m}^2$$

Zusätzlich wird eine Erdauflast und die Verkehrslast auf dem Fundament berücksichtigt.

5.4. Aussergewöhnliche Einwirkungen

5.4.1. Anprall

Die Stütze für das Perron-Zwischendach wird gemäss SIA 261 Ziffer 14, Tabelle 22 der Nutzungsart Kategorie F zugeordnet und entsprechend auf Anprall von Strassenfahrzeugen bemessen. Die Anprallkraft wird auf einer Höhe von 0.6 m über dem Perron wirkend angenommen. Die Last wird auf eine Fläche mit einer Höhe von 0.4 m und einer Breite von 1.5 m (bzw. der Breite des Stützenquerschnitts) verteilt.

Der Anprall von Schienenfahrzeugen wird nicht berücksichtigt, da davon ausgegangen werden kann, dass die Perronkante als abweisendes Bauteil wirkt.

Einwirkung	Bemessungsannahme	Lastansatz
Fahrzeuganprall - Strassenfahrzeuge	$Q_d = 60 \text{ kN}$	$A = 0.4 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}, h = 0.6 \text{ m}$

Tabelle 8: Aussergewöhnliche Einwirkungen – Anpralllast

5.4.2. Erdbeben

Erdbeben Gemäss SIA 261 Anhang F befindet sich das Bauwerk in der Erdbebenzone Z1b und besitzt damit den folgenden Bemessungswert der Bodenbeschleunigung:

$$a_{gd} = 0.8 \text{ m/s}^2$$

Die Konstruktion wird in die Bauwerksklasse BWK II eingeteilt. Der Bedeutungsbeiwert wird daher gemäss SIA 261 bestimmt zu:

$$\gamma_f = 1.2$$

Der Verhaltensbeiwert wird angenommen zu:

$$q = 1.5$$

Der Baugrund wird gemäss der Karte der seismischen Baugrundklassen der Klasse D zugeordnet. Die Konstruktion wird als gemäss SIA 261 16.5.3 mit dem Antwortspektrenverfahren bemessen. Die Ermittlung des Bemessungsspektrums erfolgt im statischen Bericht.

5.5. Weitere Einwirkungen

keine

6. Tragsicherheit

Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgt gemäss SIA 260, Kap. 4.4.3 und den Bestimmungen der Normen SIA 260, 261, 262, 263, 267 und 269. Es ist in vier Typen von Grenzzuständen zu unterscheiden:

- Typ 1: Gesamtstabilität eines Tragwerks (Kippen, Abheben oder Aufschwimmen)
- Typ 2: Tragwiderstand des Tragwerks oder eines seiner Bauteile
- Typ 3: Tragwiderstand des Baugrunds (Hangrutschung, Böschungsbruch, Geländebruch)
- Typ 4: Ermüdungsfestigkeit des Tragwerks oder eines seiner Bauteile

Die in diesem Kapitel aufgeführten Abschnitte gelten für den Endzustand des Bauwerks. Für den Bauzustand werden keine Gefährdungsbilder definiert. Die Stahlkonstruktion wird im Werk vorgefertigt und auf der Baustelle montiert.

Da für die Stahlstruktur und für das Betonfundament zwei separate statische Berichte angefertigt werden, werden auch die nachfolgenden Erläuterungen getrennt für die beiden Tragwerksteile aufgeführt.

6.1. Gefährdungsbilder und Massnahmen - Stahlstruktur

6.1.1. Grenzzustand Typ 1

Ein Stabilitätsversagen des Tragwerks durch Kippen, Abheben oder Aufschwimmen ist nicht zu erwarten, daher wird auf den Nachweis Typ 1 verzichtet.

6.1.2. Grenzzustand Typ 2

Die Gesamtstabilität der Konstruktion wird am FE-Modell geprüft.

Für den Grenzzustand Typ 2 gilt die Tragsicherheit gemäss SIA 260 4.4.3 als nachgewiesen, wenn das nachfolgende Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Für die Nachweise im Grenzzustand Typ 2 werden gemäss SIA 260 die in der nachfolgenden Tabelle dargestellten Lastbeiwerte verwendet. Aufgrund der Dachneigung kann auch im ungünstigsten Fall des Ausfalls der Entwässerungsrinne das Wasser vom Dach abfliessen, daher wird kein zusätzlicher Wasseraufstau auf dem Zwischendach berücksichtigt.

Einwirkung	Wirkung	Beiwert
Ständige Einwirkung - Eigengewicht Stahl - Auflasten (Dachaufbau)	ungünstig wirkend günstig wirkend	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$
Veränderliche Einwirkung - Nutzlast auf dem Dach - Wind - Schnee	-	$\gamma_{Q1} = 1.50$ $\Psi_{0,1} = 0$ $\Psi_{2,1} = 0$ $\gamma_{Q2} = 1.50$ $\Psi_{0,2} = 0.60$ $\Psi_{2,2} = 0$ $\gamma_{Q3} = 1.50$ $\Psi_{0,3} = 0.85^*$ $\Psi_{2,3} = 0^*$
*Ermittlung Reduktionsbeiwert Schneelast: $\Psi_0 = 1 - 60 / h_0$, $\Psi_1 = 1 - 250 / h_0$, $\Psi_2 = 1 - 1000 / h_0$		

Einwirkung	Wirkung	Beiwert
Bezugshöhe für Schneelast gemäss SIA 261, Anhang D: $h_0 = 410$ m		
Aussergewöhnliche Einwirkung - Fahrzeuganprall - Erdbeben	-	Bemessungswert Bemessungswert

Tabelle 9: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 2 - Stahlstruktur

6.1.3. Grenzzustand Typ 3

Die Nachweise für den Grenzzustand Typ 3 (Baugrundnachweise) sind für die Stahlstruktur nicht relevant und werden nur für die Gründungsbauteile geführt.

6.1.4. Grenzzustand Typ 4

Das Tragwerk wird durch vorwiegend ruhende Einwirkungen beansprucht, daher wird auf die Nachweise im Grenzzustand Typ 4 (Ermüdung) verzichtet.

6.2. Gefährdungsbilder und Massnahmen - Betonfundament

6.2.1. Grenzzustand Typ 1

Für Grenzzustände des Typs 1 gilt die Tragsicherheit nach SIA 260 4.4.3.2 als nachgewiesen, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Der Nachweis der Gesamtstabilität (Typ 1) für das neue Einzelfundament wird für die andauernde und vorübergehende und für die aussergewöhnliche Bemessungssituation nach SIA 260 4.4.3.4 geführt. Als stabilisierende Lasten werden auf sicherer Seite liegend lediglich die Eigenlasten des Tragwerks angesetzt. Die Nutzlast auf dem Fundament (Verkehrslast Perron) wird vernachlässigt, da diese als stabilisierende Last wirkt.

$$E_{d,stab} = \gamma_G G_k$$

Als destabilisierende Last wird der Erddruck und die veränderlichen Einwirkungen aus Nutzlast, Schnee und Wind in ungünstigster Laststellung berücksichtigt. Der Erddruck wird gemäss SIA 260 3.2.6.1 auf sicherer Seite liegend als veränderliche Einwirkung behandelt.

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_{d,dst} = \gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_{d,dst} = G_k + A_d + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Für die Nachweise im Grenzzustand Typ 1 werden gemäss SIA 260 die in der nachfolgenden Tabelle dargestellten Lastbeiwerte verwendet.

Einwirkung	Wirkung	Beiwert
Ständige Einwirkung - Eigengewicht Stahl - Auflasten (Dachaufbau)	ungünstig wirkend günstig wirkend	$\gamma_{G,sup} = 1.10$ $\gamma_{G,inf} = 0.90$
Veränderliche Einwirkung - Nutzlast auf dem Dach - Wind - Schnee	-	$\gamma_{Q1} = 1.50$ $\psi_{0,1} = 0$ $\psi_{2,1} = 0$ $\gamma_{Q2} = 1.50$ $\psi_{0,2} = 0.60$ $\psi_{2,2} = 0$ $\gamma_{Q3} = 1.50$ $\psi_{0,3} = 0.85^*$ $\psi_{2,3} = 0^*$

Einwirkung	Wirkung	Beiwert
*Ermittlung Reduktionsbeiwert Schneelast: $\Psi_0 = 1 - 60 / h_0$, $\Psi_1 = 1 - 250 / h_0$, $\Psi_2 = 1 - 1000 / h_0$ Bezugshöhe für Schneelast gemäss SIA 261, Anhang D: $h_0 = 410$ m		
Aussergewöhnliche Einwirkung - Fahrzeuganprall - Erdbeben	-	Bemessungswert Bemessungswert
Einwirkungen aus dem Baugrund - Erddruck	ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup} = 1.35$

Tabelle 10: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 1 - Betonfundament

6.2.2. Grenzzustand Typ 2

Für den Grenzzustand Typ 2 gilt die Tragsicherheit gemäss SIA 260 4.4.3 als nachgewiesen, wenn das nachfolgende Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Für die Nachweise im Grenzzustand Typ 2 werden gemäss SIA 260 die in der nachfolgenden Tabelle dargestellten Lastbeiwerte verwendet.

Einwirkung	Wirkung	Beiwert
Ständige Einwirkung - Eigengewicht Stahl - Auflasten (Dachaufbau)	ungünstig wirkend günstig wirkend	$\gamma_{G,sup} = 1.35$ $\gamma_{G,inf} = 0.80$
Veränderliche Einwirkung - Nutzlast auf dem Dach - Wind - Schnee - Nutzlast auf dem Perron	-	$\gamma_{Q1} = 1.50$ $\Psi_{0,1} = 0$ $\Psi_{2,1} = 0$ $\gamma_{Q2} = 1.50$ $\Psi_{0,2} = 0.60$ $\Psi_{2,2} = 0$ $\gamma_{Q3} = 1.50$ $\Psi_{0,3} = 0.85^*$ $\Psi_{2,3} = 0^*$ $\gamma_{Q4} = 1.50$ $\Psi_{0,4} = 0.70$ $\Psi_{2,4} = 0.60$
*Ermittlung Reduktionsbeiwert Schneelast: $\Psi_0 = 1 - 60 / h_0$, $\Psi_1 = 1 - 250 / h_0$, $\Psi_2 = 1 - 1000 / h_0$ Bezugshöhe für Schneelast gemäss SIA 261, Anhang D: $h_0 = 410$ m		
Aussergewöhnliche Einwirkung - Fahrzeuganprall - Erdbeben	-	Bemessungswert Bemessungswert
Einwirkungen aus dem Baugrund - Erddruck	ungünstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup} = 1.35$

Tabelle 11: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 2 - Betonfundament

6.2.3. Grenzzustand Typ 3

Für den Grenzzustand Typ 3 gilt die Tragsicherheit gemäss SIA 260 4.4.3 als nachgewiesen, wenn das nachfolgende Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Für die Nachweise im Grenzzustand Typ 3 werden gemäss SIA 260 die in der nachfolgenden Tabelle dargestellten Lastbeiwerte verwendet.

Einwirkung	Wirkung	Beiwert
Ständige Einwirkung - Eigengewicht Stahl - Auflasten (Dachaufbau)	ungünstig wirkend günstig wirkend	$\gamma_{G,sup} = 1.00$ $\gamma_{G,inf} = 1.00$
Veränderliche Einwirkung - Nutzlast auf dem Dach - Wind - Schnee - Nutzlast auf dem Perron	-	$\gamma_{Q1} = 1.30$ $\psi_{0,1} = 0$ $\psi_{2,1} = 0$ $\gamma_{Q2} = 1.30$ $\psi_{0,2} = 0.60$ $\psi_{2,2} = 0$ $\gamma_{Q3} = 1.30$ $\psi_{0,3} = 0.85^*$ $\psi_{2,3} = 0^*$ $\gamma_{Q4} = 1.50$ $\psi_{0,4} = 0.70$ $\psi_{2,4} = 0.60$
*Ermittlung Reduktionsbeiwert Schneelast: $\psi_0 = 1 - 60 / h_0$, $\psi_1 = 1 - 250 / h_0$, $\psi_2 = 1 - 1000 / h_0$ Bezugshöhe für Schneelast gemäss SIA 261, Anhang D: $h_0 = 410$ m		
Aussergewöhnliche Einwirkung - Fahrzeuganprall	-	Bemessungswert
Einwirkungen aus dem Baugrund - Erddruck	ungünstig wirkend günstig wirkend	$\gamma_{G,Q,sup} = 1.00$ $\gamma_{G,Q,inf} = 1.00$

Tabelle 12: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den GZ Typ 3 - Betonfundament

6.2.4. Grenzzustand Typ 4

Das Tragwerk wird durch vorwiegend ruhende Einwirkungen beansprucht, daher wird auf die Nachweise im Grenzzustand Typ 4 (Ermüdung) verzichtet.

7. Gebrauchstauglichkeit

Die in diesem Kapitel aufgeführten Abschnitte gelten für den Endzustand des Bauwerks. Für den Bauzustand wird die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion nicht nachgewiesen.

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit werden nach SIA 260 4.4.4 für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen geführt und gelten als erbracht, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq C_d$$

7.1. Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird sowohl für die Stahlstruktur, als auch für das Betonfundament gemäss SIA 260 4.4.4 für die andauernde und vorübergehende Bemessungssituation geführt. Es werden die maximalen Durchbiegungen für die folgenden Lastfälle ermittelt:

seltene Lastfälle: $E_d = G_k + Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$

häufige Lastfälle: $E_d = G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2i} Q_{ki}$

Quasi-ständige Lastfälle: $E_d = G_k + \psi_{2i} Q_{ki}$

Einwirkung	Seltene Lastfälle	Häufige Lastfälle		Quasi-ständige Lastfälle
Ständige Einwirkung - Eigengewicht Stahl - Auflasten (Dachaufbau)	Bemessungswert	Bemessungswert		Bemessungswert
Veränderliche Einwirkung - Nutzlast auf dem Dach - Wind - Schnee - Nutzlast auf dem Perron	$\psi_{0,1} = 0$ $\psi_{0,2} = 0.60$ $\psi_{0,3} = 0.85^*$ $\psi_{0,4} = 0.70$	$\psi_{1,1} = 0$ $\psi_{1,2} = 0.50$ $\psi_{1,3} = 0.39^*$ $\psi_{1,4} = 0.70$	$\psi_{2,1} = 0$ $\psi_{2,2} = 0$ $\psi_{2,3} = 0^*$ $\psi_{2,4} = 0.60$	$\psi_{2,1} = 0$ $\psi_{2,2} = 0$ $\psi_{2,3} = 0^*$ $\psi_{2,4} = 0.60$
*Ermittlung Reduktionsbeiwert Schneelast: $\psi_0 = 1 - 60 / h_0$, $\psi_1 = 1 - 250 / h_0$, $\psi_2 = 1 - 1000 / h_0$ Bezugshöhe für Schneelast gemäss SIA 261, Anhang D: $h_0 = 410$ m				

Tabelle 13: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Die Grenzwerte für die Durchbiegung der Stahlstruktur werden gemäss SIA 260 Tabelle 3 und 4 wie in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt festgelegt. Ein Kriterium für die Durchbiegung ist die Einhaltung eines Restgefälles der Querträger in Richtung Gleis 3. Das ursprüngliche Gefälle wird mit 1.8 % geplant (vgl. Architekturplan, Stand 26.03.2025), damit ergibt sich für die 2.55 m langen Nebenträger auf der Gebäudeseite eine maximale zulässige Durchbiegung von 45.7 mm am Kragarm-Ende.

Grenzzustand	Seltene Lastfälle	Häufige Lastfälle	Quasi-ständige Lastfälle
Durchbiegung der Träger gem. SIA 260 Tabelle 3	$w \leq L/500$	$w \leq L/350$	$w \leq L/300$
Beibehaltung Restgefälle	$w \leq 45.9$ mm	$w \leq 45.9$ mm	$w \leq 45.9$ mm
Horizontale Auslenkung der Stütze gem. SIA 260 Tabelle 4	$u \leq h/500$ ¹⁾	$u \leq H/300$	$u \leq h/250$ ¹⁾
¹⁾ infolge veränderlicher Einwirkungen			

Tabelle 14: Richtwerte für die Durchbiegung und die horizontale Auslenkung

8. Dauerhaftigkeit

8.1. Rissbreitenbegrenzung

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ist für das Einzelfundament nicht relevant, da das Bauteil sehr klein ist und keine Risse aus innerem Zwang bzw. Schwinden zu erwarten sind.

8.2. Weitere Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit

Weitere Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt.

Anforderungen	Massnahmen
Abdichtung und Entwässerung	Siehe vorangegangenes Kapitel
Korrosionsschutz Bewehrung	Generelle Festlegung einer Mindestbetondeckung von $c_{nom} = 55 \text{ mm}$ nach AQR Betontragwerke
Korrosionsschutz Stahlkonstruktion	Korrosionsschutzsystem siehe vorangegangenes Kapitel

Tabelle 15: Anforderungen und Massnahmen zur Gewährleistung der Dauerhaftigkeit

9. Akzeptierte Risiken

Die akzeptierten Risiken sind in der Nutzungsvereinbarung dokumentiert.

10. Unterschriften

32/33 Phase Bau- und Auflageprojekt

Projektverfasser:

PGBW c/o Gruner AG, Zürich

Pascal Guignard

Abteilungsleiter Kunstbauten

Gruner AG, Zürich

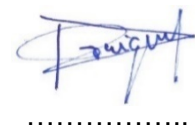
Thurgauerstrasse 80

CH-8050 Zürich

Datum

02.05.2025

Unterschrift



.....